

Artigo Original

Proposta para a Implantação de Estruturas de uma Ponte Sobre o Rio Longá no Estado do Piauí – Brasil

Elizama Priscila Colis Godoy¹, Lucas de Moura¹ e Scarlet Karina Montilla Barrios²

1. Acadêmico(a) em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Uniamérica (Foz do Iguaçu, PR).

2. Mestre em Engenharia Estrutural pela Universidade de los Andes (ULA), Mérida, Venezuela. Professor Faculdade União das Américas (Uniamérica). Arquitetura – Engenharia Civil. Professor Universidade Federal de Integração Latinoamericana (UNILA). Arquitetura e Urbanismo – Engenharia Civil. Foz de Iguaçu, Brasil.

pricilagodoy@hotmail.com, *lucasdemoura@hotmail.com* e *scarlet.barrios@unila.edu.br*

Palavras-chave

Cálculo de pontes
Engenharia Civil
Protensão

Resumo: A ideia de introduzir estados de esforço predeterminados com o fim de melhorar o comportamento de um elemento estrutural, é uma excelente possibilidade de aplicação no concreto. Este material pode ter uma elevada resistência a compressão, e em consequência a introdução de esforços prévios de compressão aplicados com a intenção de anular os de tração que apareceram durante a posta em serviço da estrutura, faz que o comportamento do concreto melhore substancialmente. Desta forma logra-se peças de tamanhos menores aos que obtêm-se em concreto armado, que ademais são capazes de suportar cargas maiores e que apresentam pouco ou nenhuma rachadura o que melhora sua durabilidade. O trabalho consiste em apresentar uma proposta de cálculo estrutural de uma ponte em concreto protendido sobre o rio Longá, que fica situado no município de Campo Maior, no estado do Piauí – Brasil. O Local foi escolhido visto às necessidades de moradores da região, na pequena Comunidade da Negra. Para o dimensionamento aborda-se a metodologia de cálculo das logarinas que recopila as normas e os aspectos técnicos que tomam-se em conta, a funcionalidade para o desenvolvimento de vigas protendidas, as equações básicas de dimensionamento segundo o método LRFD e sus estados limites. Uma vez apresentados os cálculos serão avaliados os resultados da análise estrutural aplicando o diagrama de Magne e a manga de segurança.

Artigo recebido em: 20.11.2018

Aprovado para publicação em: 26.03.2019

INTRODUÇÃO

No Brasil, a construção de pontes cada vez se faz mais necessária diante do avanço da civilização. Essas estruturas além de ajudar acelerar a evolução econômica, designa uma maior facilidade de acesso de pessoas e produção industrial para outras regiões.

Para a construção de pontes, utilizam-se vários tipos de materiais, os materiais mais empregados no Brasil são o concreto armado e o concreto protendido, em situações diferentes. No caso do concreto protendido, ele se faz mais vantajoso, quando utilizado para vencer grandes vãos, como é o caso deste trabalho. Já estruturas em concreto protendido vem sendo utilizada cada vez mais na construção civil, principalmente em pontes e viadutos.

Denomina-se ponte a obra destinada a transposição de obstáculos à continuidade do leito normal de uma via, tais como rios, braços de mar, vales profundos, outras vias etc. Quando a ponte tem por objetivo a transposição de vales, outras vias ou obstáculos em geral não constituídos por água é, comumente, denominada viaduto (PFEIL, 1979).

Uma ponte, em termos estruturais, pode ser dividida em três partes: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura.

A parte correspondente a infraestrutura pode também ser denominada de fundação, tem por finalidade receber as cargas de toda a estrutura e transmiti-las ao solo, podendo ser compreendidas por sapatas, estacas ou tubulões. A fundação de uma ponte pode ser superficial ou profunda, sendo que vários fatores determinam o tipo de fundação a ser aplicada, tais como o tipo de solo onde a construção da ponte será realizada (VITÓRIO, 2002).

A mesoestrutura o elemento que recebe as forças da superestrutura que transmite as mesmas para toda infraestrutura junto aos esforços que é recebido diretamente de outras forças solicitante da ponte. Elas tem origem da água em movimento e da pressão dos ventos. E a mesoestrutura composta pelos pilares (PFEIL, 1979).

A superestrutura, denominada normalmente de estrados ou tabuleiro, tem como função vencer o vão necessário para a ponte, e receber as cargas que vem diretamente do tráfego de veículos, transmitindo para a mesoestrutura (VITÓRIO, 2002).

Para projetar uma estrutura de ponte, envolve algumas etapas importantes que devem ser realizada com bastante critério, como, concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento, tudo isso para que o projeto seja realizado com sucesso (MATTOS, 2001).

Em 1938 o concreto protendido começou a se difundir como material de construção de pontes, mas somente após o final da Segunda Guerra Mundial que ele começou a ser utilizado com frequência (FILHO, 2008). Em 1903 Freyssinet teve a ideia de consolidar o concreto protendido. Levaram-se vinte e cinco anos de testes em laboratório. Finalmente em 1928 Freyssinet patenteou a primeira de suas três invenções aplicando compressão para concreto, sendo um processo de aplicação de compressão por pré-tensão e colagem fios, o que facilitou a fabricação de elementos pré-fabricados. Este é o nascimento de protensão (XECARVINS; DEMARTHE; SHUSHKEWICH, 2010). A palavra protensão, também conhecida como pré-tensão, significa por tanto, um artifício para se introduzir, em estruturas e matérias de construção, um estado prévio de tensões (HANAL, 2005).

Segundo Klein (2002), as vigas de concreto protendido, comparado com as de concreto armado, conseguem alcançar vãos bem maiores. Fato associado ao efeito na durabilidade do elemento estrutural, ou seja, a fissuração pode ser eliminada de modo mais eficiente. Com os vãos maiores e uma maior durabilidade, ocorrerá menos gastos com matéria prima, gerando assim uma maior economia de recursos materiais e naturais.

No Brasil, a primeira ponte construída de concreto protendida, foi a ponte do Galeão que fica situada no Rio de Janeiro, no ano de 1949 e projetada por Freyssinet (CASTRO, 2011).

O presente trabalho tem por objetivo apresentar uma proposta de um projeto de uma ponte de concreto protendido para a cidade de Campo Maior no interior do estado do Piauí. Serão realizados o dimensionamento da estrutura implementando as Normas vigentes de pontes e identificar os tipos de ações atuantes em pontes para finalmente apresentar uma proposta de implementação de uma ponte sobre o rio Longá.

METODOLOGIA

Para o referente trabalho, inicialmente, realizou-se uma revisão bibliografia sobre os assuntos de pontes e também de concreto protendido, após verificou-se quais as características mais adequadas para a ponte em questão. Desse modo, foi adotado o modelo de ponte rodoviária em concreto protendido.

Essa decisão baseou-se no grande vão da estrutura que é 50 metros de comprimento. Para o dimensionamento das vigas protendidas utilizou-se as metodologias de cálculo em concreto protendido, e para a análise dos mesmos foram utilizados os diagramas de momento. No trabalho também foram usadas algumas normas, como NBR-6118/2014 “Projeto de estruturas de concreto”. NBR-7188/2013 “Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas”. NBR-8681/2003 “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento”.

DESCRIÇÃO DO DESENHO E DADOS DAS CARGAS

A ponte proposta é constituída por uma superestrutura com área de 775 m², com uma largura de 15,50 m e comprimento de 50 m. Formada com uma laje de 20 cm de espessura em concreto de 35 KN.

Figura 1. Seção transversal proposta

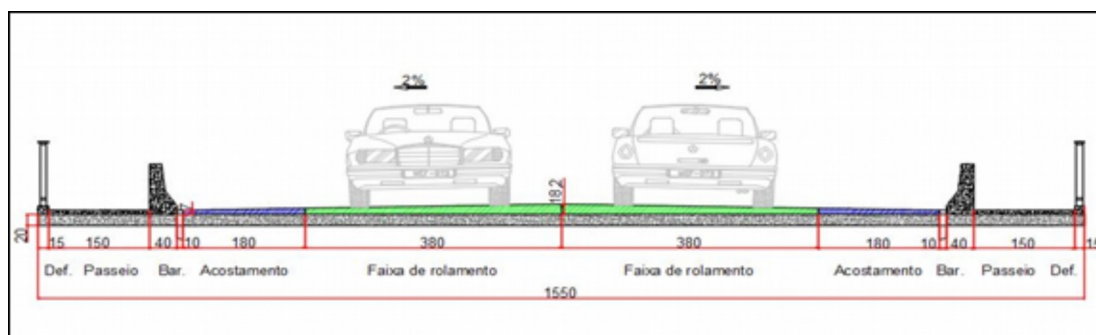


Tabela 1. Largura da seção transversal

Largura da seção transversal:	
Descrição:	Largura:
Duas pistas de rolamento de 3,80 metros	7,60 metros
Dois acostamentos de 1,80 metros	3,60 metros
Duas drenagens de 0,10 metros	0,20 metros
Duas barreiras de 0,40 metros	0,80 metros
Duas calçadas de 1,50 metros	3,00 metros
Duas defensas metálicas de 0,15 metros	0,30 metros
Largura Total:	15,50 metros

ANÁLISE DAS CARGAS PARA CÁLCULOS

- Concreto armado ou protendido: 25 KN/m³
- Concreto Simples: 24 KN/m³
- Pavimento: 24 KN/m³
- Aço: 78,5 KN/m

CARGAS PERMANENTES

Segundo a NBR 6120 (1980) este tipo de carga é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes.

- Laje: Com a área da seção da laje, sendo de 20 m de espessura por 15,50 m de comprimento, totalizando 3,10 m², multiplicado pelo valor específico do concreto armado de 25KN/m³, obteve-se um carregamento distribuído de 77,5KN/m.
- Barreira ou Guarda – rodas: Com o valor da área da seção da barreira, sendo 0,23 m², multiplicado pelo valor do peso específico do concreto armado de 25KN/m³, obteve-se um carregamento distribuído de 5,75 KN/m para cada barreira.
- Defensas metálicas ou guarda – corpo: A base do guarda-corpo será de concreto armado, tendo uma área de 0,0225 m², multiplicado por 25KN/m³ obtendo um carregamento de 0,5625KN/m. A NBR 6120 (1980) especifica uma carga vertical mínima de 2 KN/m para o corrimão, então obteve-se uma carga distribuída de 2,5625KN/m para cada guarda-corpo da ponte.
- Pavimentação: A área da seção das pistas de rolamento somadas aos acostamentos obteve-se um valor de 1,4112 m², sendo que a base menor tem a espessura de 7 cm e a base maior 18,2 cm, respeitando os 2% de inclinação especificado em norma, com uma distância de 5,6 m, multiplicado por dois, obtendo a área total da pavimentação. Multiplicando assim pelo valor do seu peso específico, sendo 24kN/m³, obteve-se uma carga distribuída de 33,87KN/m.
- Passeio: O passeio de pedestres possui mesma largura em ambos os lados da ponte, sendo a uma largura de 1,50 m, e espessura de 7 cm, obtendo uma área total de 0,105 m² para cada lado. A pavimentação do passeio foi feita em concreto simples com 24KN/m³ de peso específico, que multiplicado pela área da seção da pavimentação dos passeios de ambos os lados forneceu uma carga distribuída de 2,52KN/m.

CARGAS MÓVEIS

Cargas móveis são o tráfego de pessoas e veículos que circulam sobre a ponte. Essa carga pode ser ocupada por qualquer posição em cima do tabuleiro. Sendo assim, para cada longarina é preciso procurar a posição do carregamento que consiga provocar a máxima solicitação em cada uma das seções de cálculo, como esse procedimento é muito trabalhoso e quase inviável ser feito manualmente, é utilizado o conceito de trem-tipo, que simplifica o carregamento sobre as longarinas e torna os cálculos menos trabalhosos (ARAÚJO, 1999).

O trem tipo com carga móvel rodoviária tem padrão TB-450 e é determinada por um carro tipo de 450KN com 6 rodas $P=75\text{KN}$, 3 eixos de carga afastados entre si de 1,5 m. Com uma área de ocupação de 18 m², circundado por uma carga uniformemente distribuída constante $p=5\text{KN/m}^2$ (NBR 7188, 2013).

Segundo o DNIT/2004 as cargas e eixos do trem tipo 45 são de:

- Eixos: 3
- Carga total do veículo: 450 KN
- Carga de cada roda dianteira: 75 KN
- Carga de cada roda traseira: 75 KN

- Carga de cada roda intermediária: 75 KN

CARGAS DEVIDAS AO VENTO

Para o caso de edificações de formas usuais a NBR 6123 (1988), consideram o efeito do vento sobre uma edificação lançando mão de coeficientes simplificadores determinando-se previamente as características do vento para a região a ser construída a edificação. A velocidade básica do vento (V_0), é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. A velocidade pode ser determinada por meio de gráficos de isopletras da velocidade básica do Brasil, que possuem intervalos de 5 m/s.

Neste trabalho foi adotada a velocidade encontrada através do mapa das isopletras de 30 m/s para a cidade de Campo Maior – PI. O fator topográfico (S_1), leva em consideração as variações do relevo do terreno. Para terrenos planos ou fracamente acidentado, o valor a ser adotado para S_1 é de 1,0, característica que se equivale ao local onde será realizada a ponte. O fator de rugosidade S_2 leva em consideração efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração. Com relação à rugosidade do terreno em questão, a categoria II se encaixa perfeitamente, para o coeficiente S_2 utilizou-se o valor igual a 0,92. O fator estatístico S_3 , considera o grau de segurança e a vida útil da edificação, o adotado foi de 1,10, sendo para edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva.

- Velocidade característica do vento (V_k)

A velocidade de projeto é determinada a partir dos fatores S_1 , S_2 e S_3 e da velocidade básica do vento, conforme descrito a seguir.

$$\begin{aligned} 1) \quad V_k &= V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \\ 2) \quad V_k &= 30 \times 1,0 \times 0,92 \times 1,10 \\ 3) \quad V_k &= 30,36 \text{ m/s} \end{aligned}$$

- Pressão dinâmica do vento (q)

A pressão dinâmica do vento (q) é determinada pela seguinte equação:

$$\begin{aligned} 4) \quad q &= 0,613 \times (V_k)^2 \\ 5) \quad q &= 0,613 \times (30,36)^2 \\ 6) \quad q &= 0,565 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

- Força de arrasto (F_a)

A força de arrasto (F_a) e a componente da força do vento na direção de incidência do mesmo, sendo assim uma força horizontal. Esta força é determinada pela seguinte equação:

$$7) \quad F_a = C_a \times q \times A_e$$

Podendo ser simplificada para a seguinte equação:

$$8) \quad F_a = C_a \times q \times L = \text{comprimento da ponte.}$$

Para encontrar o coeficiente de arrasto a NBR 6123/1988 disponibiliza um ábaco em função das relações h/L_1 e L_1/L_2 , onde:

h é a altura da edificação acima do terreno.

L_1 é a dimensão referente a parte frontal da edificação

L_2 é dimensão da edificação na direção do vento.

Então:

$$9) \frac{h}{L} = \frac{10}{15,50} = 0,65$$

$$10) \frac{L_1}{L_2} = \frac{15,50}{50} = 0,31$$

Com o cruzamento dos valores representados, observando o ábaco abaixo, foi encontrado o valor de:

$C_a = 0,7$.

Com isso é possível determinar a força de arrasto da estrutura. Pois como se trata de uma estrutura diferente de edifícios, deve-se considerar a dimensão dos vãos utilizados para que não ocorra erros nos esforços, a área de aplicação e a altura da longarina mais a laje ($2,20 \text{ m} + 0,20 \text{ m}$) = $2,40 \text{ m}$, aplicando o carregamento na lateral da estrutura.

$$11) F_a = 0,7 \times 0,565 \times (2,40 \times 50)$$

$$12) F_a = 47,46 \text{ KN/m}$$

ESTADO LIMITE

Segundo a NBR 8681(2003), Estados limites são os estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção. Podem ser classificados em estados limites últimos ou estados limites de serviço. Os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles construídas.

- Estado limite último (ELU): São aqueles relacionados ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura (CAMACHO, 2005).
- Estado limite de serviço (ELS): Estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura (NBR 8681,2003).

CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

A agressividade ambiental (CCA) está relacionada com as ações químicas e físicas que ocorrem sobre as estruturas de concreto, isso acontece independente das ações mecânicas, da retração hidráulica, das variações volumétricas de origem térmica e outras previstas no dimensionamento das estruturas (NBR 6118, 2014).

Para esse projeto a classe de agressividade ambiental (CAA), seguindo as características do local da obra, sendo uma ponte em uma área rural, a classificação adotada para o projeto foi de Classe I de agressividade fraca e classificação Rural ou Submersa, possuindo risco de deterioração da estrutura insignificante.

Definida a classe de agressividade ambiental em que estará sujeita a estrutura, obtemos os dados referentes a qualidade do concreto a ser utilizado. Segundo NBR 6118 (2014), para a classe de agressividade I, o concreto protendido deve ser maior ou igual a 25MPa (Classe C25). E a relação água/cimento em massa, deve ser menor ou igual a 0,60. Através da Classe de agressividade ambiental também é possível conhecer o cobrimento nominal a ser utilizado, sendo 2,5 cm de cobrimento para lajes e de 3,0 cm para vigas e pilares.

TIPO DE PROTENSÃO E NÍVEL

Para a escolha do tipo de protensão ou o nível de protensão a NBR 6118/2014 estabelece que deve ser baseado na tabela CAA. Sendo neste caso pré-tração ou pós-tração com CAA I, concreto protendido nível 1 com protensão parcial.

COMBINAÇÕES

Segundo a NBR 6118 (2014) um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente (NBR 6118/2014).

- *Combinações últimas:* Segundo a NBR 6118 (2014) uma combinação última pode ser classificada como normal, especial ou de construção e excepcional, sendo:
 - a) Normais: Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação (NBR 6118/2014).
 - b) Especiais ou de construção: Em cada combinação devem estar presentes as ações permanentes e a ação variável especial, quando existir, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível, de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação (NBR 6118/2014).
 - c) Excepcionais: Em cada combinação devem figurar as ações permanentes e a ação variável excepcional, quando existir, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação (NBR 6118/2014).
 - *Combinações de serviço:* Segundo a NBR 6118 (2014) as combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura sendo denominadas de quase permanente, frequentes e raras.

A combinação que será utilizada no cálculo da estrutura será a combinação frequente que segundo a NBR 6118 (2014):

Repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações.

CARREGAMENTOS

Análise antes do pré-dimensionamento:

Tabela 2. Características

Vigas	Materiais		
Luz:	50 metros	Aço:	
Separação entre vigas:	2 metros	$f's = 2,7Kn = 189,5809 Kn/cm^2$	
Espessura da laje:	0,20 metros	Concreto:	
Carga variável:	5kn/m ²	Ao transferir:	$f'ci = 3 Kn/cm^2$
		Serviço:	$f'c = 4,5 Kn/cm^2$

Tabela 3. Esforços admissíveis

Esforços admissíveis:	
Ao transferir:	Depois das Perdas:
$R'cc = 0,6 * f'ci = 0,6 * 300 = 1,8 Kn/cm^2$	$Rcc = 0,4 * f'c = 0,4 * 450 = 1,8 Kn/cm^2$
$R'ct = 0,8 * \sqrt{f'ci} = 0,8 * \sqrt{300} = 0,1386 Kn/cm^2$	$Rct = 1,6 * \sqrt{f'c} = 1,6 * \sqrt{450} = 0,3394 Kn/cm^2$

- Cargas Permanentes:**

1. Peso Próprio: SISPRECA T-220

P.P.= 1,684Ton/m ou 16,84Kn/m

$$1) Mg = \frac{P.P. * (luz)^2}{8} = \frac{1,684 * (50)^2}{8} = 526250 Kf * mou 5262,5 Kn * m$$

Variação de força cortante e momento:

$$2) Vx = \frac{P.P. * luz}{2} - P.P. * (X) = 42100 - 1684X$$

$$3) Mx = \frac{P.P. * luz}{2} (X) - \frac{P.P.}{2} (X)^2 = 42100X - 842X^2$$

2. Laje e= 0,20 m, largura tributária de 2 m.

$$4) W_L = \gamma_{concreto} * e * Largura Trib.$$

$$5) W_L = 2500 * 0,20 * 2 = 1000 \frac{Kf}{m} ou 10 \frac{Kn}{m}$$

$$6) M_L = \frac{W_L * (luz)^2}{8} = \frac{1000 * (50)^2}{8} = 312500 \text{ Kf} * m \text{ ou } 3125 \text{ Kn} * m$$

Variação de força cortante e momento:

$$7) V_X = \frac{W_L * luz}{2} - W_L(X) = 25000 - 1000X$$

$$8) M_X = \frac{W_L * luz}{2}(X) - \frac{W_L}{2}(X)^2 = 25000X - 500X^2$$

3. Defenças:

Peso das defenças = 256,25 Kf ou 2,5625 Kn

$$9) W_d = \frac{\text{Peso das defenças} * n^\circ \text{ de defenças}}{n^\circ \text{ de Vigas}} = \frac{256,25 * 2}{9} = 56,94 \frac{\text{Kf}}{m} \text{ ou } 0,5694 \frac{\text{Kn}}{m}$$

$$10) M_d = \frac{W_d * (luz)^2}{8} = \frac{56,94 * (50)^2}{8} = 17795 \text{ Kf} * m \text{ ou } 177,95 \text{ Kn} * m$$

Variação de força cortante e momento:

$$11) V_X = \frac{W_d * luz}{2} - W_d(X) = 1424 - 57X$$

$$12) M_X = \frac{W_d * luz}{2}(X) - \frac{W_d}{2}(X)^2 = 1424X - 28,47X^2$$

4. Calçadas:

Peso das calçadas = 252 Kf ou 2,52 Kn

$$13) W_c = \frac{\text{Peso das calçadas} * n^\circ \text{ de calçadas}}{n^\circ \text{ de Vigas}} = \frac{252 * 2}{9} = 56 \frac{\text{Kf}}{m} \text{ ou } 0,56 \frac{\text{Kn}}{m}$$

$$14) M_c = \frac{W_c * (luz)^2}{8} = \frac{56 * (50)^2}{8} = 17500 \text{ Kf} * m \text{ ou } 175 \text{ Kn} * m$$

Variação de força cortante e momento:

$$15) V_X = \frac{W_c * luz}{2} - W_c(X) = 1400 - 56X$$

$$16) M_X = \frac{W_c * luz}{2}(X) - \frac{W_c}{2}(X)^2 = 1400X - 28X^2$$

5. Barreiras:

Peso das barreiras = 575 Kf ou 5,75 Kn

$$17) W_b = \frac{\text{Peso barreiras} * n^{\circ} \text{ de barreiras}}{n^{\circ} \text{ de Vigas}} = \frac{575 * 2}{9} = 127,78 \frac{Kf}{m} \text{ ou } 1,2778 \frac{Kn}{m}$$

$$18) M_b = \frac{W_b * (luz)^2}{8} = \frac{127,78 * (50)^2}{8} = 39931 Kf * m \text{ ou } 399,31 Kn * m$$

Variação de força cortante e momento:

$$19) V_x = \frac{W_b * luz}{2} - W_b(X) = 3194 - 128X$$

$$20) M_x = \frac{W_b * luz}{2}(X) - \frac{W_b}{2}(X)^2 = 3194X - 63,89X^2$$

6. Pavimento:

e= 0,07 m com uma largura tributaria de 2 metros

$$21) W_p = \gamma_{\text{pavimento}} * e * \text{largura trib.}$$

$$22) W_p = 2400 * 0,07 * 2 = 336 \frac{Kf}{m} \text{ ou } 3,36 \frac{Kn}{m}$$

$$23) M_p = \frac{W_p * (luz)^2}{8} = \frac{336 * (50)^2}{8} = 105000 Kf * m \text{ ou } 1050 Kn * m$$

Variação de força cortante e momento:

$$24) V_x = \frac{W_p * luz}{2} - W_p(X) = 8400 - 336X$$

$$25) M_x = \frac{W_p * luz}{2}(X) - \frac{W_p}{2}(X)^2 = 8400X - 168X^2$$

- **Carga Variável:**

$$26) W_{CV} = \frac{CV * \text{Largura Trib.}}{3} = \frac{500 * 2}{3} = 333,33 \frac{Kf}{m} \text{ ou } 3,3333 \frac{Kn}{m}$$

$$27) M_{CV} = \frac{W_{CV} * (luz)^2}{8} = \frac{333,33 * (50)^2}{8} = 104166,67 Kf * m \text{ ou } 1041,67 Kn * m$$

Variação de força cortante e momento:

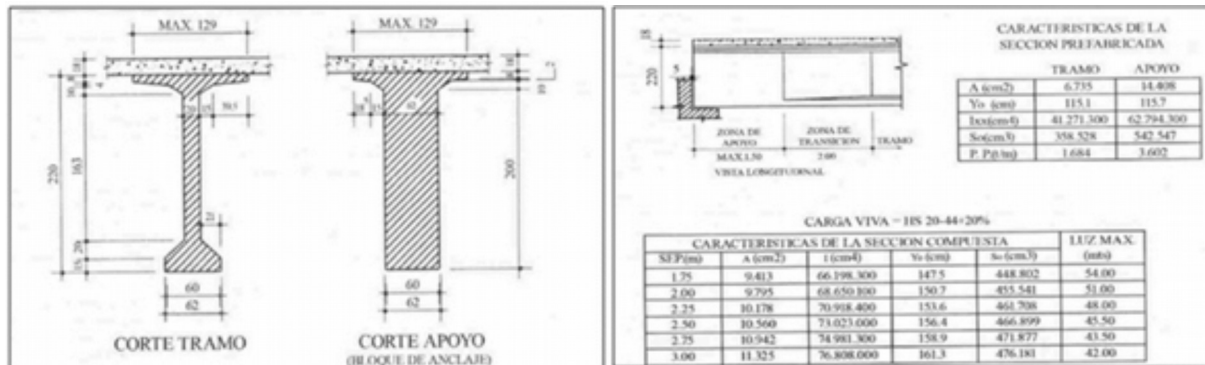
$$28) V_x = \frac{W_{CV} * luz}{2} - W_{CV}(X) = 8333,33 - 333,33X$$

$$29) M_x = \frac{W_{CV} * luz}{2}(X) - \frac{W_{CV}}{2}(X)^2 = 8333,33X - 166,67X^2$$

- Pré dimensionamento e Perdas

$$30) M_{sc} = M_d + M_c + M_b + M_p + M_{cv} = 284392 \text{ Kf} * m \text{ ou } 2843,92 \text{ Kn} * m$$

Figura 2. Viga para ponte – Sispreca T-220



Fonte: Manual de cálculo Sispreca. Concreto protendido e pré-moldado. Valencia, Venezuela.

Tabela 4. Seção composta

Seção composta:		
Sep =	2	m
I =	0,686501	m ⁴
Yi =	1,507	m
Ys =	0,693	m
ws =	990622	cm ³
wi =	455541	cm ³

Tabela 5. Seção Simples

Seção simples:	Tramo:	Apoio:
A:	6735 cm ²	14408 cm ²
Ixx:	41271300 cm ⁴	62794300 cm ⁴
Yi :	115,1 cm	115,7 cm
Ys:	104,9 cm	104,3cm
ws:	393435 cm ³	432778 cm ³
wi:	358569 cm ³	380083 cm ³

- Esforços na seção composta:

$$1) \sigma_s^{sc} = \frac{M_{sc}}{W_s} \rightarrow \frac{28439200}{990622} = 28,71 \frac{\text{Kf}}{\text{cm}^2} \text{ ou } 0,2871 \frac{\text{Kn}}{\text{cm}^2} \text{ Compressão}$$

$$2) \sigma_i^{sc} = \frac{M_{SC}}{\omega_i^{SC}} \rightarrow \frac{28439200}{455541} = 62,43 \frac{Kf}{cm^2} \text{ ou } \frac{Kn}{cm^2} \text{ Tração}$$

- Módulos necessários:

$$3) \omega_S \geq \frac{(M_g + M_L) - \eta * M_g}{R_{cc} + \eta R'_{ct} - \sigma_g^{sc}} \rightarrow \frac{(52625000 + 31250000) - 0,78 * 52625000}{180 + 0,78 * 14,97 - 28,71} = 262801,01 \text{ cm}^3$$

$$4) \omega_i \geq \frac{(M_g + M_L) - \eta * M_g}{R_{ct} + \eta R'_{cc} - \sigma_i^{sc}} \rightarrow \frac{(52625000 + 31250000) - 0,78 * 52625000}{33,94 + 0,78 * 210 - 62,43} = 316510,18 \text{ cm}^3$$

$$\eta = 1 - \frac{p}{100} \text{ (Perdas de 22\%)} \rightarrow \eta = 0,78$$

Sendo:

$$\omega_S \geq 262801,01 \text{ cm}^3$$

$$\omega_i \geq 316510,18 \text{ cm}^3$$

- Comparando os módulos requeridos e os da seção escolhida (Seção Simples):

$$\omega_S \rightarrow 393435 > 262801 \text{ cm}^3 \text{ O.K.}$$

$$\omega_i \rightarrow 358569 > 316510 \text{ cm}^3 \text{ O.K.}$$

Cálculo das inequações para a construção do diagrama de magne

$$6) Ki = \frac{\omega_S}{A} (cm) \rightarrow Ki = \frac{393.435}{6735} (cm) = 58,42$$

$$7) Ks = \frac{\omega_i}{A} (cm) \rightarrow Ks = \frac{358.569}{6735} (cm) = 53,24$$

$$8) I) \frac{-Ki}{R'_{ct} * \omega_S + M_g * 100} \leq \frac{1}{Fi} \rightarrow \frac{-58,42}{14,97 * 393435 + 526250 * 100} \leq \frac{1}{Fi} = -9,829E - 7$$

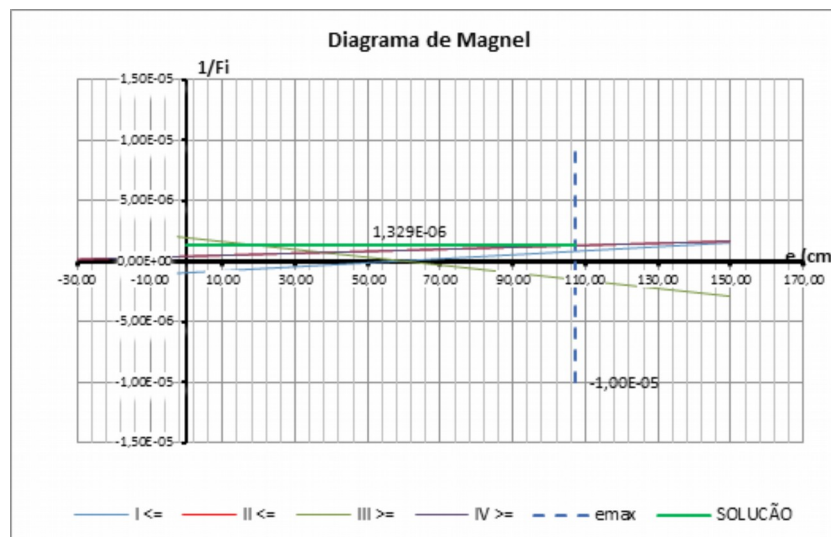
$$9) II) \frac{Ks}{R'_{cc} * \omega_i + M_g * 100} \leq \frac{1}{Fi} \rightarrow \frac{53,24}{210 * 358569 + 526250 * 100} \leq \frac{1}{Fi} = 4,162E - 7$$

$$10) III) \frac{-n * Ki}{(M_g + M_L) - (R_{cc} - \sigma_g^{sc}) * \omega_S} \geq \frac{1}{Fi} \rightarrow \frac{-0,78 * 58,42}{(526250 + 312500) * 100 - (180 - 28,71) * 393435} \geq \frac{1}{Fi} = -1,871E - 6$$

$$11) \text{IV)} \frac{n \cdot K_s}{(M_g + M_l) + (-R_{ct} + \sigma_t^{sc}) \cdot \omega_i} \geq \frac{1}{F_i} \rightarrow \frac{0,78 \cdot 53,24}{(526250 + 312500) \cdot 100 + (-33,94 + 62,43) \cdot 358569} \geq \frac{1}{F_i} = 4,414E-7$$

$$e_{max} = Y_i - r \rightarrow 115,1 - 8 = 107,1 \text{ cm}$$

Figura 3. Diagrama de Magnel.



A zona no médio são as combinações possíveis de “e” e “Fi” que são solução da viga analisada.

- Se o ponto que representa uma combinação e-Fi não fica dentro de zona n médio pode-se pesquisar se o problema é a excentricidade o a força, e ver quais inequações no cumpre para tratar de ajustar a solução.

- Pode-se pesquisar, dado “e”, qual é o máximo e o mínimo valor de “Fi” (força de protensão) que pode-se usar. O mínimo valor da força possível leva a solução mais econômica.

- Dada uma força, é fácil pesquisar qual e o rango possível de excentricidade na secção.

- A interpretação geométrica das condições de esforços dá uma ideia muito clara de que medidas devemos tomar com respeito a um problema particular. No caso que não fique dentro da zona, pode-se pesquisar imediatamente que condição as condições no estão satisfeitas e aplicar as correções necessárias.

- No caso que fique dentro da zona no médio, cumprem com todas as equações de que limitam os valores de força e/ou excentricidade para cada condição.

A partir do gráfico podemos calcular:

$$1) \frac{1}{F_i} = 1,329 \cdot 10^{-6} \rightarrow F_i = 752330 \text{ Kf ou } 7523,3 \text{ Kn}$$

Com cordoalhas de ½ portando 13100 Kf ou 131 Kn cada uma.

$$2) 60 \varnothing 1/2" \cdot 13100 = 786000 \text{ Kf ou } 7860 \text{ Kn}$$

ENVOLVENTE DO AÇO

A outra forma consiste em expressar as equaciones como função de (x) e avaliar os momentos em diferentes pontos que permitam obter uma relação de sua variação a o longo da viga. O lugar geométrico dos li-

mites superiores e inferiores das excentricidade permissíveis ao longo da viga clama-se ENVOLVENTE DE AÇO e a zona entre elas chama-se ZONA LIMITE o manga de segurança.

Dada uma força de protensão e um momento externo que vária ao longo do tramo, devem-se encontrar as excentricidades da força em cada seção de tal maneira que mínguo dos esforços permissíveis seja ultrapassado.

$$3) e_1(x) \leq \frac{R'_{ct} * \omega_s}{F_i} + \frac{M_g(x)}{F_i} + K_i$$

$$4) e_1(x) \leq -1,1071X^2 + 5,3562X + 65,9080$$

$$5) e_2(x) \leq \frac{R'_{cc} * \omega_i}{F_i} + \frac{M_g(x)}{F_i} - K_s$$

$$6) e_2(x) \leq -1,1071X^2 + 5,3562X + 42,5612$$

$$7) e_3(x) \geq \frac{(M_g + M_l)(x) - (R_{cc} - \sigma_s^{sc}(x)) * \omega_s}{n * F_i} + K_i$$

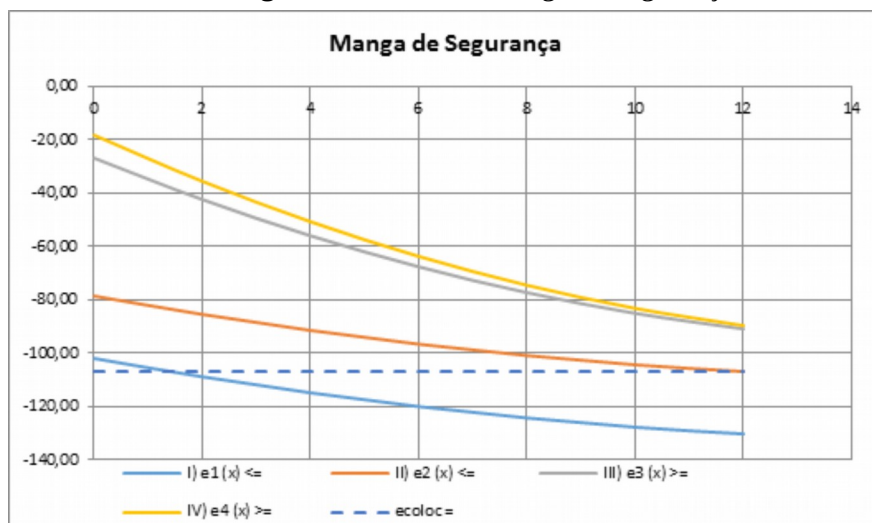
$$8) e_3(x) \geq -0,2422X^2 + 12,1081X - 54,208$$

$$9) e_4(x) \geq \frac{(M_g + M_l)(x) + (-R_{ct} + \sigma_i^{sc}(x)) * \omega_i}{n * F_i} - K_s$$

$$10) e_4(x) \geq -0,2704X^2 + 13,5191X - 72,5944$$

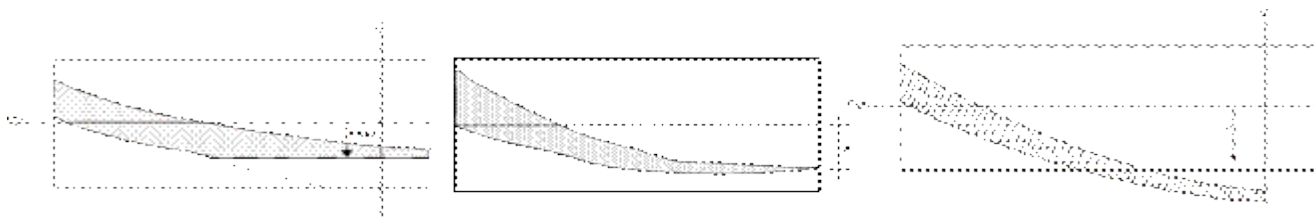
Tabela 6. Correção da manga de segurança

Seção simples:	Tramo:	Apoio:
A:	6735 cm ²	14408 cm ²
I _{xx} :	41271300 cm ⁴	62794300 cm ⁴
Y _i :	115,1 cm	115,7 cm
Y _s :	104,9 cm	104,3cm
ω _s :	393435 cm ³	432778 cm ³
ω _i :	358569 cm ³	380083 cm ³

Figura 4. Gráfico de Manga de Segurança.

As formas da manga de segurança:

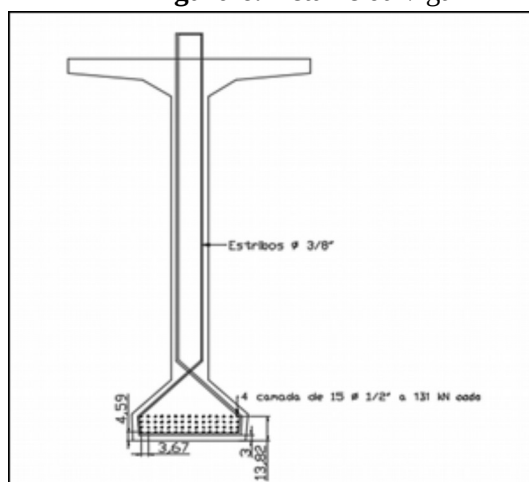
- Desenho mais comum: O limite inferior da manga está limitada pela máxima excentricidade prática possível.
- Desenho ótimo: Solo é possível obter uma combinação de “F – e” que satisfazem os requisitos.



- Seção de concreto inadequada: Se a manga de segurança sai do espaço físico da seção selecionada e evidente que a mesma não é solução para o caso planteado.

Figura 5: a) Desenho mais comum b) Desenho ótimo c) Seção de concreto inadequada

DETALHAMENTO DA VIGA

Figura 6. Detalhe da viga

Verificação de esforços:

$$1) \sigma_s = \frac{F}{A} - \frac{F_{se}}{W_s} = -34,99 \frac{Kf}{cm^2} \text{ ou } 0,3499 \frac{Kn}{cm^2} \rightarrow$$

É necessário colocar aço passivo

$$2) \sigma_i = \frac{F}{A} - \frac{F_{se}}{W_i} = -41,73 \frac{Kf}{cm^2} \text{ ou } 0,4173 \frac{Kn}{cm^2}$$

CONSIDERAÇÕES FINAIS

As pontes são estruturas muito importante não somente como uma estrutura, mas também pela parte social envolvida. Elas possibilitam o acesso de pessoas a outros locais, como no caso abordado, a travessia de crianças para a outra margem, tendo o acesso à escola. Ou seja, as pontes não somente transpõem obstáculos físicos, como também sociais.

Os cálculos apresentados estão baseados no dimensionamento segundo as Normas *Standard Specifications for Highway Bridges de la American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO LRFD). Esta forma convencional e sequencial de análise, na análise computacional dos efeitos de protensão nos programas comerciais de estruturas não é automática.

No caso particular apresentado, se faz uma análise da secção simples para logo avaliar a secção composta das vigas protendidas. As equações obtidas, foram apresentadas em forma gráfica pelo Engenheiro Gustav Magnel e representam as combinações de todas as possíveis soluciones para o caso analisado.

Algumas limitações ocorreram no projeto, bem como a batimetria e a altimetria necessária para a confecção do projeto. Calculo dos elementos da Mesoestrutura e infraestrutura, e de elementos da superestrutura não foram expressos no presente trabalho. Foi possível realizar somente o calculo das vigas protendidas, obtendo assim 9 vigas de 2,20 metros de altura, cada uma contendo 60 cordoalhas de ½ com 131 Kn cada.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, D. L. 1999. **Projeto de ponte em concreto armado com duas longarinas**. Goiânia, 157p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 2003. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas: Procedimento**. Rio de Janeiro, 15p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 2013. **NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestre em pontes, viadutos, passarela e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 14p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1980. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 05p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1988. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 66p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 2014. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 221p.
- CAMACHO, S, J. P. 2005. **Estados limites de utilização**. Ilha Solteira, 48p.

-
- CASTRO, V.S. 2011. **Concreto Protendido – Vantagens e desvantagens dos diferentes processos de protensão do concreto nas estruturas**. Belo horizonte, 46p.
- DNIT. 2004. Manual de inspeção de pontes rodoviárias. Rio de janeiro, 253p.
- FILHO, N. W. 2008. **Avaliação dos coeficientes de impacto utilizados no cálculo de pontes rodoviárias via análise dinâmica de estruturas**. Juiz de fora, 47p.
- HANAL, B. J. 2005. **Fundamentos do concreto protendido**. São Carlos, 110p.
- KLEIN, R.2002. **Dimensionamento por computador de vigas simples apoiadas de concreto protendido pós-tracionadas**. Florianópolis, 12p.
- MATTOS, S. T. 2001. **Programa para análise de superestruturas de pontes de concreto armado e protendido**. Rio de Janeiro, 156p.
- PFEIL, W. 1979. **Pontes em concreto**. Rio de janeiro, 433p.
- VITÓRIO, A. 2002. **Pontes rodoviárias: fundamentos, conservação e gestão**. Recife, 83p.
- XECARVINS, P; DEMARTHE, D; SHUSHKEWICH, K. 2010. **Eugene Freyssinet: His incredible journey to invent and revolutionize prestresses concrete construction**. Paris, 28p.

